REPUBLIQUE TUNISIENNE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique
Direction Générale des Etudes Technologiques
Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Gafsa
Département de Génie Civil

AU : 2016/2017

GUIDE DE PROJETS BATIMENTS

(Première version)

Pour les projets de fin d'études de licence appliquée en Génie Civil

Najet BENAMAR & Ali MOUSSAOUI
Enseignants technologues à ISET de Gafsa

PREFACE

L*’idée qui nous a poussé à établir ce document vient essentiellement de besoin des étudiants d’un guide qui leur facilite la recherche et l’élaboration de leurs projets de fin d’études.*

C*e document est destiné aux étudiants de la troisième année de licence appliqué en génie civil. Il traite les éléments suivants :*

- ✓ *Les données nécessaires pour élaborer un projet de bâtiment à structure en béton armé ;*
- ✓ *La démarche d’étude d’un tel projet ;*
- ✓ *Des formules et des méthodes nécessaires pour l’étude ;*
- ✓ *Le dossier à préparer pour la soutenance des projets de fin d’études.*

C*ette première tentative sera développée et enrichie ultérieurement en fond et en forme par des nouvelles méthodes et réglementations.*

Najet BENAMARA

&

Ali MOUSSAOUI

SOMMAIRE

LISTE DE FIGURES

LISTE DE TABLEAUX

1. INTRODUCTION

L'étude d'un projet de bâtiment nécessite les documents suivants :

- ✓ Les plans d'architecture de différents niveaux, les coupes, les façades, le plan de situation, le plan de masse ainsi que tous les détails d'architecture ;
- ✓ un rapport de l'étude géotechnique ;
- ✓ Un levé topographique du terrain s'il existe ;
- ✓ les données géologiques du terrain.
- ✓ les données climatologiques du site telles que la pluviométrie, la température, gel et dégel...

2. DEMARCHE D'ETUDE

- ✓ Reconnaissance du terrain et ses caractéristiques morphologiques;
- ✓ Conception de la structure du bâtiment ;
- ✓ pré dimensionnement des différents éléments de la structure ;
- ✓ Choix des caractéristiques des matériaux et des hypothèses de calcul ;
- ✓ Evaluation des charges sur les différents éléments de la structure
- ✓ Calcul de ferraillage de différents éléments de la structure ;
- ✓ Vérifications réglementaires ;
- ✓ Élaboration des plans de coffrages de différents niveaux ;
- ✓ Élaboration des cahiers de ferraillages, notes de calcul et divers détails ;
- ✓ Élaboration d'un avant métré.

3. CONNAISSANCE DU TERRAIN

Elle comporte :

- ✓ Un levé topographique qui est nécessaire dans la mesure où il précise le niveau du terrain naturel et par suite les mouvements du sol à envisager.

- ✓ Une compagne géotechnique du sol qui permet de contourner les pièges lors de la construction en connaissant les couches du terrain à bâtir et définir le type des fondations à employer.

4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

Le choix du type de la structure à employer dépend des contraintes architecturale, structurale, fonctionnelle et économique.

Une structure peut être supportée sur des portiques, des voiles, des poutres et des poteaux…Le travail consiste à dessiner les éléments porteurs avec prédimensions des coffrages.

Le passage d'un plan d'architecture à un plan de coffrage avec ses notes de ferraillage est un travail qui demande de l'imagination et une expérience aiguisée. La première tâche consiste à faire extraire les axes des différents éléments porteurs de la structure afin d'implanter ces éléments. Les axes sont excentrés par rapport aux murs de la construction, et en respectant certaines conditions on tracera les plans de coffrage de chaque étage de la construction en adoptant des dimensions des éléments déterminées soit par un prédimensionnement préalable ou soit tout simplement par l'expérience du projeteur.

Les logiciels de Dessin Assisté par Ordinateur (DAO) ont facilité la tâche en offrant des gains considérables en temps et en effort.

5. PREDIMENSIONNEMENT

5.1 LES POUTRES

5.1.1 Prédimensionnement rapide

L et h sont respectivement la portée et la hauteur de la poutre

Tableau 1: Prédimensions des sections des poutres

		Isostatique	Continue
Poutre rectangulaire (bxh)	h/l	1/12 à 1/10	1/16 à 1/12
	Largeur b	0,3 à 0,6 h (0,45 h en moyenne)	
Poutre en Té	h/l	1/25 à 1/20	
	Largeur b	0,2 à 0,4 h (0,3 h en moyenne)	

Généralement la largeur b de la poutre est prise égale à la plus petite dimension de l'appui de celle ci.

5.1.2 Prédimensionnement prénant en compte les sollicitations

La prise en compte des sollicitations Vu et Mu se traduit par :

$$\frac{Vu}{bh} \leq 3 \qquad \text{et} \qquad bh^2 \geq 0{,}3Mu$$

Quand on considère simultanuement la condition de la flèche (1/400 de la portée *l*) et le moment fléchissant ultime Mu on peut utiliser la formule :

$$bh^3 > 500\ Mu.L$$

Oǔ,

Vu effort tranchant ultime en MN

Mu moment fléchissant MN.m

5.2 LES POTEAUX

5.2.1 Prédimensionnement rapide

$$B = a\,x\,b > \frac{N_u}{10} \qquad et \quad a \geq \frac{l_0}{15}$$

Où,

B section du poteau exprimée en m² ;

a, b et l_0 sont respectivement le petit coté, le grand coté et la hauteur libre du poteau ;

N_u l'effort normal ultime agissant en MN.

5.2.2 Prédimensionnement en prenent en compte les caractéristiques des matériaux

$$B_r \geq \frac{1{,}2.Nu}{\frac{f_{bu}}{0{,}9} + \frac{0{,}85}{100} f_{ed}}$$

Oŭ,

Br section réduite du poteau Br=(a - 2 cm) x (b - 2 cm)

$$f_{bu} = 0{,}85 \frac{f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \quad ; \theta = 1$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_S} \quad ; \gamma_S = 1{,}15$$

5.3 LES DALLES PLEINES

5.3.1 Prédimensionnement rapide

Tableau 2: Prédimensions des hauteurs des dalles

	Portant dans le sens de Lx	Portant dans les 2 sens Lx et Ly
Panneau isolé	$\frac{Lx}{30} \leq h_0 \leq \frac{Lx}{20}$	$\frac{Lx}{35} \leq h_0 \leq \frac{Lx}{25}$
Dalle continue	$\frac{Lx}{35} \leq h_0 \leq \frac{Lx}{25}$	$\frac{Lx}{40} \leq h_0 \leq \frac{Lx}{35}$

- Lx et Ly sont respectivement le petit coté et le grand coté d'un panneau de dalle isolé ou continue.
- h_0 étant l'épaisseur du panneau de dalle.

La dalle est dite portant dans un seul sens (sens Lx) si $\alpha = \frac{Lx}{Ly} \leq 0{,}4$

5.4 LES SEMELLES SUPERFICIELLES ISOLEES

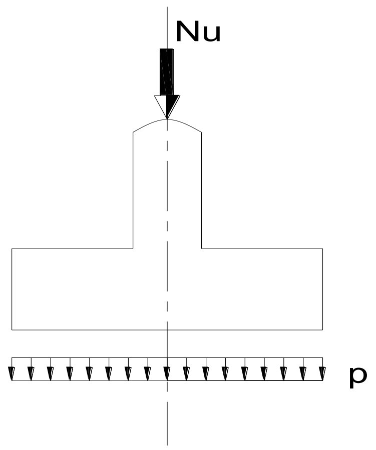


Figure 1: Charges des semelles

$$\mathbf{p} = \frac{\mathbf{Nu} + \mathbf{1{,}35P_{PS}}}{\mathbf{S}}$$

Oŭ,

Nu = Effort normal ultime agissant sur la semelle = $1.35N_G+1.5N_Q$

N_G = Charges permanentes ; N_Q = Charges Variables

P_{PS} = poids propre de la semelle de fondation

S = Surface de contact entre la fondation et le sol

L'état limite ultime de résistance vis-à-vis du sol est satisfait si : $\mathbf{p \leq \sigma_{sol}}$

***Méthode des bielles (pour un effort centré)**

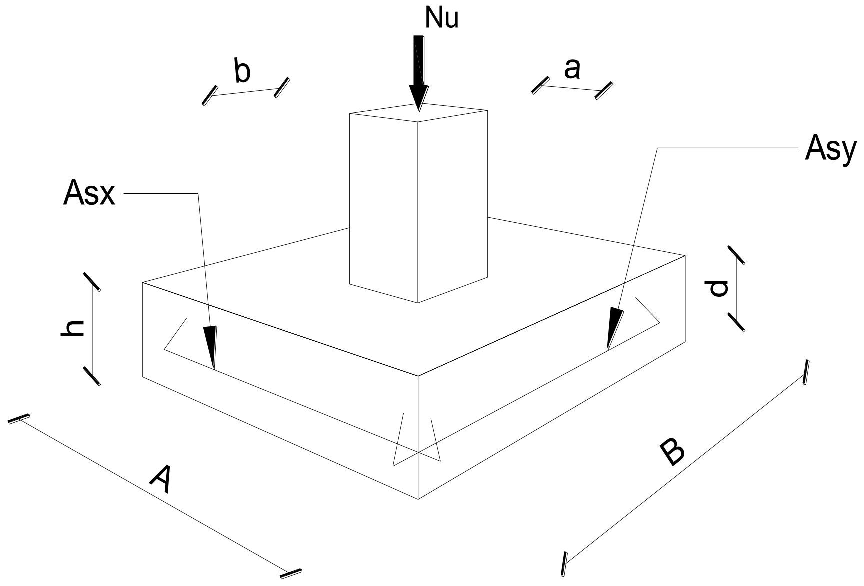


Figure 2: Dimensions d'une semelle

On en déduit l'expression de la surface minimale de la semelle :

S_{min} = Nu / σ_{sol} ; $S_{min} = A_{min} \times B_{min}$ et $a/b = A_{min}/B_{min}$

➔ $A_{min} = B^2_{min} \times a/b$

➔ $S_{min} = B^2_{min} \times a/b$

D'où :

$$A_{\min} = \sqrt{S_{\min} \cdot \frac{a}{b}} \quad ; \quad B_{\min} = \sqrt{S_{\min} \cdot \frac{b}{a}}$$

La hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

avec : d = h - 5cm

6. EVALUATION DES CHARGES ET ACTIONS

6.1 TYPE DES CHARGES

6.1.1 Charges permanentes G

Les actions permanentes comprennent :

- le poids propre des éléments porteurs ;

- le poids propre des éléments non porteurs tels que : cloisons, revêtements du sol, menuiserie pour un bâtiment…) ;

- les pressions éventuelles exercées sur l'ouvrage par l'eau ou les remblais de terre.

Ces charges ont une intensité constante ou peu variable dans le temps.

Exemples des charges permanentes

- corps creux 16+5 : 290 daN/ m²
- corps creux 19+6 : 340 daN/m²
- corps creux 19+6,5+6 : 360 daN/ m²
- béton non armé : 2200 daN/ m^3
- béton armé : 2500 daN / m^3
- sable 0/5 sec : 1700 daN/ m^3
- mortier de ciment ou de chaux : 1800 daN/ m^3
- carrelage : 45 daN/m²
- marbre : 2200 daN/ m^3
- brique céramique creuse : 500 daN/ m^3
- fer, acier : 7800 daN/ m^3
- faux plafond : 30 daN/ m²
- derbigum SP4 : 10 daN/m²
- - asphalte : 50 daN/ m²

Le poids d'une brique est évalué à 7daN et celui des cloisons de distribution est évalué à :

- 40 daN/m² pour les cloisons très légères.
- 100 daN/m² pour les cloisons légères.

6.1.2 *Charges variables Q*

Les actions variables ou charges d'exploitation comprennent :

- ✓ les charges des personnes
- ✓ les charges du mobilier et du matériel ;
- ✓ les charges des matières de dépôt ;

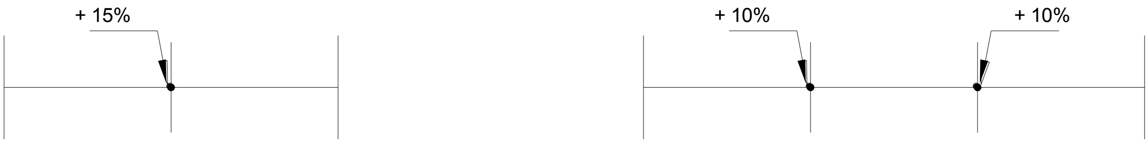
Exemples des charges variables

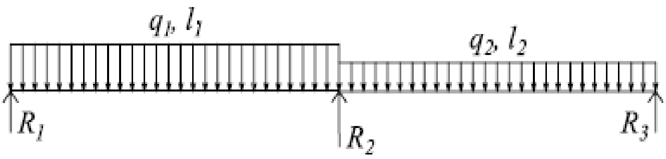
- plancher non accessible : 100 daN /m²
- plancher accessible : 150 daN /m²
- bureaux et habitations : 250 daN/m²
- escaliers et couloirs collectifs : 400 daN/m²
- restaurant- café(n° place <100) : 250 daN/m²
- salle de théâtre, de conférence : 400 daN/m²
- bibliothèque : 400 daN/m²
- salle de dance : 500 daN/m²
- balcons : 350 daN /m²

6.2 CHARGES SUR LES DALLES PLEINES

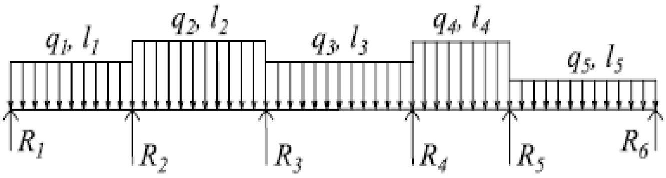
Pour déterminer comme descendent les charges de la dalle aux porteurs périphériques, on utilise la méthode *des **lignes de rupture probables***. Pour cela on suppose que la dalle est liée aux porteurs par des appuis simples et on recherche les fissures (lignes de rupture) qui devrait apparaître à la ruine de la dalle. Les lignes de rupture sont les bissectrices des angles de la dalle et elles se rejoignent au centre de la dalle. On suppose ensuite que les charges sur la dalle se répartissent sur les différents porteurs selon le découpage donné par les lignes de rupture.

6.3 CHARGES VERTICALES AGISSANT SUR LES POTEAUX D'APPUIS





$$R_1 = q_1 l_1 / 2$$
$$R_2 = 1.15\,(q_1 l_1 + q_2 l_2) / 2$$
$$R_3 = q_2 l_2 / 2$$



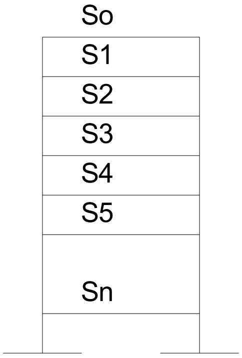
$$R_1 = q_1 l_1 / 2$$
$$R_2 = 1.10\,(q_1 l_1 + q_2 l_2) / 2$$
$$R_3 = (q_2 l_2 + q_3 l_3) / 2$$
$$R_4 = (q_3 l_3 + q_4 l_4) / 2$$
$$R_5 = 1.10\,(q_4 l_4 + q_5 l_5) / 2$$
$$R_6 = q_5 l_5 / 2$$

Figure 3 : Prise en compte forfaitaire de la continuité sur les appuis voisins des appuis de rive

Dans le cas pratique on répertoria les poteaux en classes de charges. Chaque classe est caractérisée par la charge nominale supportée.

6.4 DEGRESSION DES CHARGES VARIABLES D'EXPLOITATION

Dans le calcul des ossatures des bâtiments à plusieurs étages (n>=5), à usage d'habitation, on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on déterminera la surcharge Σn sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges Si appliquées sur les différents niveaux :



Surcharges différentes

$\Sigma_0 = S_0$

$\Sigma_1 = S_0 + S_1$

$\Sigma_2 = S_0 + 0,95 \times (S_1 + S_2)$

$\Sigma_3 = S_0 + 0,9 \times (S_1 + S_2 + S_3)$

$\Sigma_4 = S_0 + 0,85 \times (S_1 + \ldots + S_4)$

$$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \sum_{i=1}^{n} S_i$$

pour $n \geq 5$

Surcharges identiques $S_1=S_2=\ldots=S_n$

$\Sigma_0 = S_0$

$\Sigma_1 = S_0 + S_1$

$\Sigma_2 = S_0 + 1,9 \times S_n$

$\Sigma_3 = S_0 + 2,7 \times S_n$

$\Sigma_4 = S_0 + 3,4 \times S_n$

$$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2} S_n$$

pour $n \geq 5$

Figure 4. Dégression des charges

7. ETUDE DE QUELQUES ELEMENTS DE LA CONSTRUCTION

L'étape suivante est l'étude des différents éléments de la structure en évaluant les charges en premier lieu, ensuite, de calculer les dimensions et le ferraillage s'il y a lieu.

Il est important de préciser que la descente des charges débute du niveau le plus élevé et elle perpétue en descendant jusqu'à la fondation de l'ouvrage.

L'étude repose sur des règlementations bien rigoureuses, dictées généralement par des documents techniques pour chaque type de matériau utilisé et pour les contextes d'utilisation.

Une fois toutes les études sont achevées il faut reprendre les conceptions qui ont fait l'objet de ces études et injecter les nouvelles dimensions exactes. Ce travail est ainsi itératif jusqu'à une concordance dans les conditions et les résultats.

Le calcul manuel étant fastidieux, de plus en plus des calculs assistés par ordinateur sont fréquents dans les bureaux d'étude. Mais toutefois une connaissance des méthodes de calcul et une bonne expérience sont nécessaires pour éviter les aléas de l'outil informatique.

7.1 ETUDE DES POTEAUX

7.1.1 Mode de conception

La conception des poteaux (implantation et coffrage) dépend de plusieurs considérations telles que l'architecture, la fonctionnalité, la superposition des niveaux etc…

7.1.2 La longueur de flambement : l_f

Tableau 3: Longueurs de flambement des poteaux

l_f	Conditions
$0,7 \times l_0$	- Poteau encastré dans un massif de fondation - Poteau solidaire aux poutres de plancher (même inertie)
l_0	Autres cas

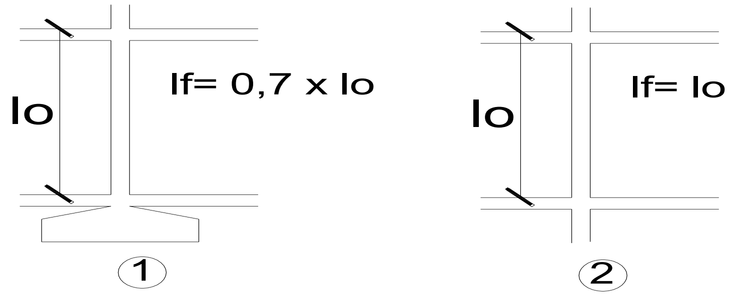
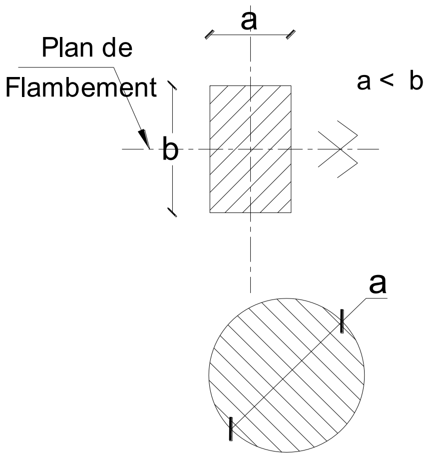


Figure 5 : Longueur de flambement dans le bâtiment

7.1.3 Rayon de giration : i

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } \begin{cases} I : \text{Moment quadratique de la section transversale du poteau} \\ B : \text{aire de section} \end{cases}$$

Exemple



$$\left.\begin{matrix} B = a \cdot b \\ I = \frac{b \cdot a^3}{12} \end{matrix}\right\} i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3 / 12}{a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\left.\begin{matrix} B = \frac{\pi \cdot a^2}{4} \\ I = \frac{\pi \cdot a^4}{64} \end{matrix}\right\} i = \frac{a}{4}$$

Figure 6 : Rayon de giration

7.1.4 Elancement : λ

L'élancement λ du poteau doit être vérifié : $\lambda \leq 70$

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Poteau carré de coté a :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{2}}{a}$$

Poteau circulaire de diamètre a :

$$\lambda = \frac{4 \cdot l_f}{a}$$

On cherche la valeur optimale λ = 35

7.1.5 Section réduite de béton : Br

C'est la section de béton obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur de béton sur tout le périmètre du poteau :

$$B_r \geq \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{A}{B_r} \cdot f_{ed}}$$

Oŭ,

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$k = \begin{cases} 1,10 \text{ si plus que } 50\% \text{ des charges sont appliquées à } j < 90j \\ 1,2 \text{ si plus que } 50\% \text{ des charges sont appliquées à } j < 28j \\ 1 \text{ pour les autres cas} \end{cases}$$

$$\beta = f(\lambda) \begin{cases} \lambda \leq 50 & \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \\ 50 \leq \lambda \leq 70 & \beta = 0,85 \cdot \frac{\lambda^2}{1500} \end{cases}$$

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad ; \theta = 1$$

En respectant le rapport $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot f_{ed}}$$

7.1.6 Armatures longitudinales

Le béton équilibre: $N_b = \theta \cdot \frac{B_r \cdot f_{bu}}{0,9}$

L'acier équilibre: $N_s = k \cdot \beta \cdot Nu - Nb$

D'où la section d'acier :

$$A = \frac{Ns}{0,85 \cdot f_{ed}}$$

Remarque :

Si on trouve Ns<0 ça veut dire que seule la section de béton peut supporter la charge et dans ce cas on ne met que l'acier minimal calculé ultérieurement.

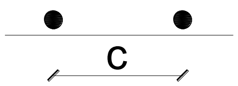
On doit vérifier :

$$\begin{cases} A_{min} \leq A \leq A_{max} \\ A_{min} = max\begin{cases} 4cm^2/m\ de\ périmètre \\ 0{,}2 \cdot \dfrac{B}{100} \end{cases} \\ A_{max} = 5 \cdot \dfrac{B}{100} \end{cases}$$

Si $A>A_{max}$; il faut augmenter la section de béton.

B étant l'aire de la section du béton

Pour chaque face du poteau (a et b) on doit vérifier L'espacement c suivant :



$$c \leq min\begin{cases} 40cm \\ a+10cm \end{cases}$$

Figure 7. Disposition constructives des aciers d'un poteau

Pour une section circulaire il faut prévoir au moins 6 barres longitudinales.

7.1.7 Armatures transversales

Le diamètre φ des aciers transversaux doit vérifier :

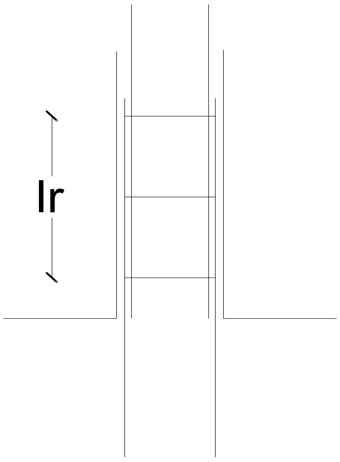
$$\varphi \approx \frac{1}{3}\varphi_l \text{ et } \varphi \leq 12 \text{ mm}$$

φ_l *: plus pe*tit diamètre longitudinal.

Ces armatures sont espacées selon la règle suivante :

$$st \leq min\begin{cases} 40cm \\ a+10cm \\ 15 \cdot \varphi_{lmin} \end{cases}$$

Dans une zone de recouvrement :



3 nappes au moins sur la longueur

$$lr = \begin{cases} 0,6\ ls \\ ls : \text{pièces soumises à des chocs} \end{cases}$$

Figure 7: Recouvrement dans un poteau

7.2 ETUDE DES POUTRES

7.2.1 Vérification du pré dimensionnement

La poutre d'un plancher, une fois calculée, doit vérifier trois conditions de déformation, de résistance à la flexion et de l'effort tranchant :

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa)$$

Où,

M_0 = moment de la travée de référence ;

M_t = moment maximal en travée ;

A = section d'aciers tendus en travée.

7.2.2 Méthodes de calcul des sollicitations

A. La méthode Forfaitaire

La méthode forfaitaire de calcul des poutres continues en béton armé est une méthode approximative. De ce fait elle repose sur le principe de vérification perpétuelle des moments.

Elle consiste à fixer les moments (en travée ou en appui) et de calculer par la suite les moments inconnus, puis vérifier les uns par rapport aux autres.

(i) <u>Le domaine d'application</u>

La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans les conditions Ci suivantes :

C1 : constructions courantes : des charges modérées.

Q_B = somme des charges variables ;

G = somme des charges permanentes ;

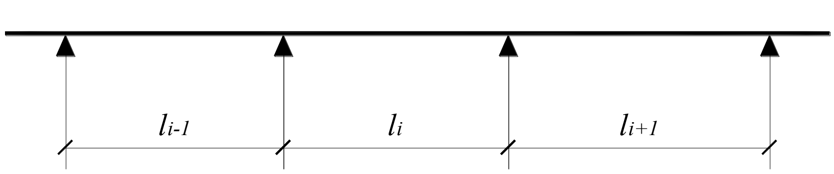
Ces charges doivent vérifier :

$$\begin{Bmatrix} Q_B \leq 2.G \\ ou \\ Q_B \leq 5\ KN/m^2 \end{Bmatrix}$$

C2 : la fissuration est peu préjudiciable ;

C3 : les moments d'inertie des sections transversales identiques dans les différentes travées en continuité.

C4 : les portées vérifient :



$$0{,}80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1{,}25$$

$$0{,}80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1{,}25$$

Si l'une des conditions **C2**, **C3** ou **C4** n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode Caquot minorée.

Si la condition **C1** n'est pas vérifiée, on applique la méthode Caquot.

(ii) **<u>Moments fléchissants</u>**

**** Règle des moments***

On doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\begin{cases}(1+0{,}3\alpha)M_0 \\ 1{,}05 \cdot M_0\end{cases}$$

Où,

M_0 = moment maximal dans la travée de référence (isostatique, soumise aux mêmes charges que la travée étudiée)

M_w et **M_e** = valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et l'appui de droite)

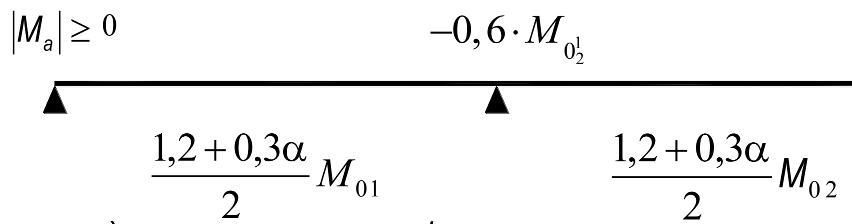
M_t = moment maximal dans la travée continue

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$$

****Valeurs minimales des moments M_w, M_e et M_t***

Lors du calcul des différents moments dans la poutre, il faut vérifier les valeurs minimales des moments suivants :

<u>Cas d'une poutre à deux travées</u>



<u>Cas d'une poutre à plus que deux travées</u>

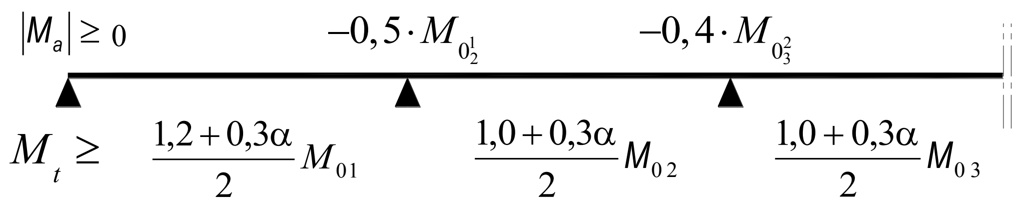


Figure 8 : Moments d'une poutre (méthode forfaitaire)

Où,

$$M_{0_j^i} = max\begin{cases}M_{0.i}\\M_{0.j}\end{cases}$$

Remarque

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs A_{sa}, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_{a1} = - 0{,}15\ M_{01}\ (\text{ou } M_{0n})$$

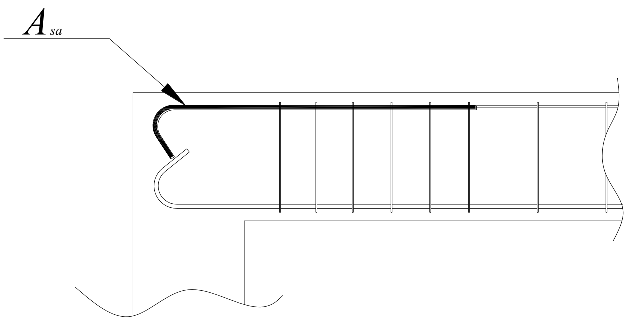


Figure 9 : Aciers d'appui de rive

(iii) Efforts tranchants

Les valeurs de l'effort tranchant dans chaque travée sont calculées par les formules habituelles de l'effort tranchant en fonction des moments sur appui :

$$V_i = \mathrm{V_{0i}} \frac{\mathrm{M_{a(i-1)}} - \mathrm{M_{a(i)}}}{\mathrm{l_i}}$$

Oŭ,

$M_{a(i-1)}$: moment sur l'appui gauche de la travée (i)

$M_{a(i)}$: moment de l'appui droit de la travée (i)

Sinon, en prenant V_{0i} ; la valeur absolue de l'effort tranchant sur l'appui 1 ou 2 dans la travée de référence, on majore forfaitairement les efforts tranchants dans les appuis voisins de rive :

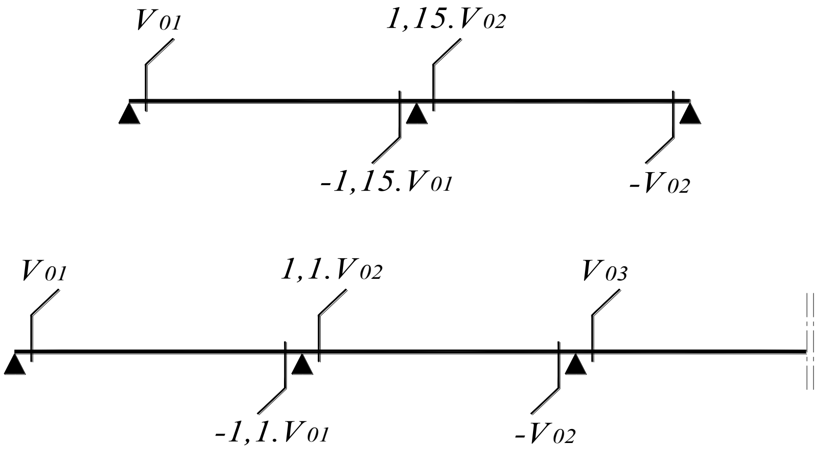


Figure 10 : Effort tranchant

(vi) Calcul des armatures

Ce calcul se fait selon les règles du béton armé aux états limites.

(v) Arrêt des barres

Généralement l'arrêt des barres se réalise en employant le diagramme enveloppe des moments fléchissants, mais puisque la méthode forfaitaire n'admet pas de courbe enveloppe (un seul cas de chargement) ; alors on arrête forfaitairement les barres.

Remarque

Pour appliquer le schéma suivant il faut que les charges soient uniformément réparties et que $Q_B \leq G$:

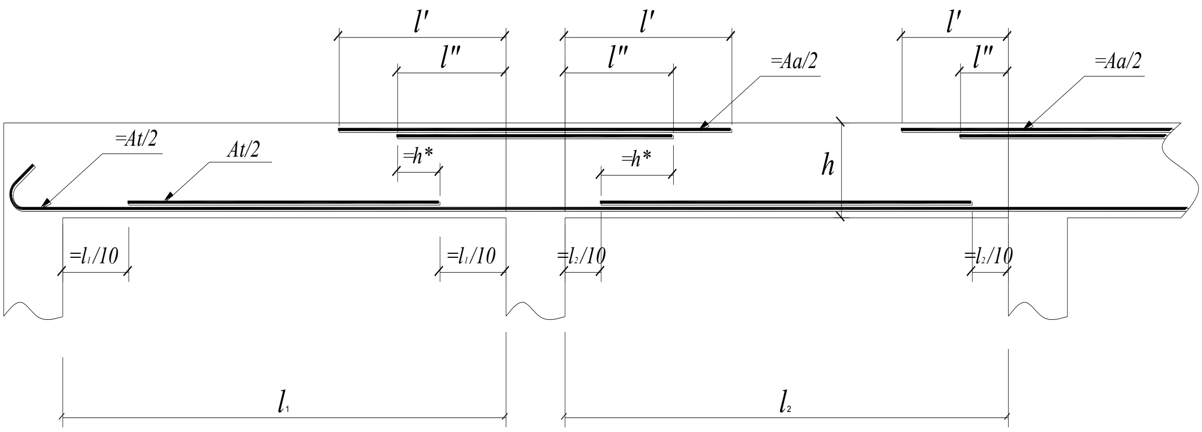


Figure 11 : Arrêt forfaitaire des barres

Où,

$$l_{ij} = \max[\![\mathrm{l_i}, \mathrm{l_j}]\!]$$

$$l' = \begin{cases} \max\left[\frac{l_{12}}{4}, l_s\right] \; du\ cot\text{é de la travée de rive} \\ max\left[\frac{l_{ij}}{5}, l_s\right] du\ cot\text{é de la travée intérmédiaire} \end{cases}$$

$$l'' = \max\left[\frac{\mathrm{l'}}{2}, \mathrm{ancrage}\right]$$

* seulement si crochets d'extrémités pour ces barres

A_s et A_t : armatures calculées respectivement sur appui et en travée.

B. La méthode de Caquot

Cette méthode cherche à déterminer (pour des cas de chargements différents) le moment sur un appui donné en l'isolant avec les deux travées « fictives » adjacentes. Ensuite l'évaluation des moments en travée réelle.

(i) Le domaine de validité

Cette méthode a été élaborée par *Albert CAQUOT* sur les bases de principe de la méthode des trois moments, afin de traiter les poutres en béton armé des planchers à charges d'exploitation relativement élevées :

$$\begin{Bmatrix} Q_B > 2.G \\ ou \\ Q_B \leq 5\ KN/m^2 \end{Bmatrix}$$

(**C1** ; la condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée)

Cette méthode est aussi utilisée pour les poutres associées à une dalle générale (section en T en travée).

(ii)Moments fléchissants

***Moments sur appuis**

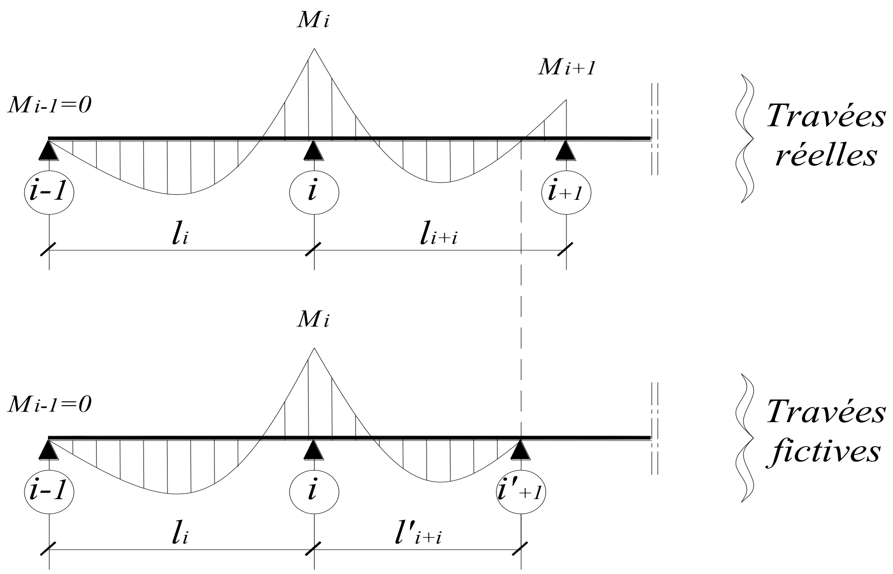


Figure 12 : Travée fictive et réelle (méthode de Caquot)

$l_i' = l_i$: travée de rive sans porte à faux ;

$l_i' = 0{,}8\ .\ l_i$: travée intermédiaire.

Cas des charges réparties

On considère les deux travées fictives de portées l'_w (west : pour celle de gauche) et l'_e (est : pour celle de droite) détachées de part et d'autre de l'appui (i) considéré.

Cas général

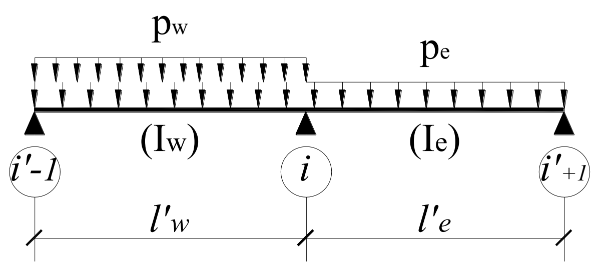


Figure 13 : Charges uniformément repartie (méthode de Caquot)

Le théorème des trois moments appliqué à l'appui *i* s'écrit :

$$\frac{l'_w}{6\,EI_w}\cdot M_{i-1}+\left[\frac{l'_w}{3\,EI_w}+\frac{l'_e}{3\,EI_e}\right]\cdot M_i+\frac{l'_e}{6\,EI_e}\cdot M_{i+1}=-\frac{p_w\cdot l'^3_w}{24\,EI_w}-\frac{p_e\cdot l'^3_e}{24\,EI_e}$$

Soit après simplification par 6E et en tenant compte de ce que $M_{i-1} = M_{i+1} = 0$ (appuis de rives)

$$M_i = -\frac{p_w \cdot l'^2_w}{8} \cdot \frac{\frac{l'_w}{I_w}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}} - \frac{p_e \cdot l'^2_e}{8} \cdot \frac{\frac{l'_e}{I_e}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}}$$

Ce qui s'écrit :

$$M_i = -\left[M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)\right]$$

en posant :

$$M'_w = \frac{p_w \cdot l'^2_w}{8{,}5} \quad \text{et} \quad M'_e = \frac{p_e \cdot l'^2_e}{8{,}5}$$

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad \text{et} \quad D = K_w + K_e$$

I_w *et* I_e = *moments d'inertie de la section de béton seul*

Cas particulier : I = *Cste*

Si les travées ont le même moment d'inertie I, on obtient :

$$M_i = -\frac{p_w \cdot l'^3_w + p_e \cdot l'^3_e}{8{,}5(l'_w + l'_e)}$$

Cas des charges ponctuelles

On considère les deux travées fictives de portées l'_w (pour celle de gauche) et l'_e (pour celle de droite) détachées de part et d'autre de l'appui considéré et soumises à l'action d'une charge P_e d'abscisse a_e comptée depuis l'appui central.

Cas général

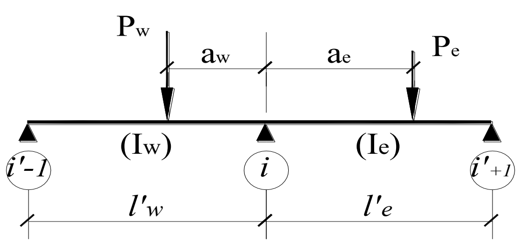


Figure 14 : Charges concentrées (méthode de Caquot)

On obtient pour l'appui considéré :

$$M_i = -\left[M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)\right]$$

en posant :

$$k_w = \frac{1}{2{,}125}\frac{a_w}{l'_w}(1-\frac{a_w}{l'_w})(2-\frac{a_w}{l'_w}) \quad ; \quad k_e = \frac{1}{2{,}125}\frac{a_e}{l'_e}(1-\frac{a_e}{l'_e})(2-\frac{a_e}{l'_e})$$

$$M'_w = \sum k_w \cdot P_w \cdot l'_w \quad \text{et} \quad M'_e = \sum k_e \cdot P_e \cdot l'_e$$

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad \text{et} \quad D = K_w + K_e$$

I_w et I_e = *moments d' inertie de la section de béton seul*

Cas particulier : *I = Cste*

$$M_i = -\frac{\sum k_w \cdot P_w \cdot l'^2_w + \sum k_e \cdot P_e \cdot l'^2_e}{l'_w + l'_e}$$

Cas des charges réparties et ponctuelles

Lorsqu'ils s'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on superpose les résultats précédents. En effet on calcule chaque chargement à part, puis on additionne les valeurs des moments retrouvés.

***Moments en travées**

Après avoir calculé les valeurs des moments sur appuis, on considère les travées réelles chargées ou non, de la poutre pour calculer les moments en travée.

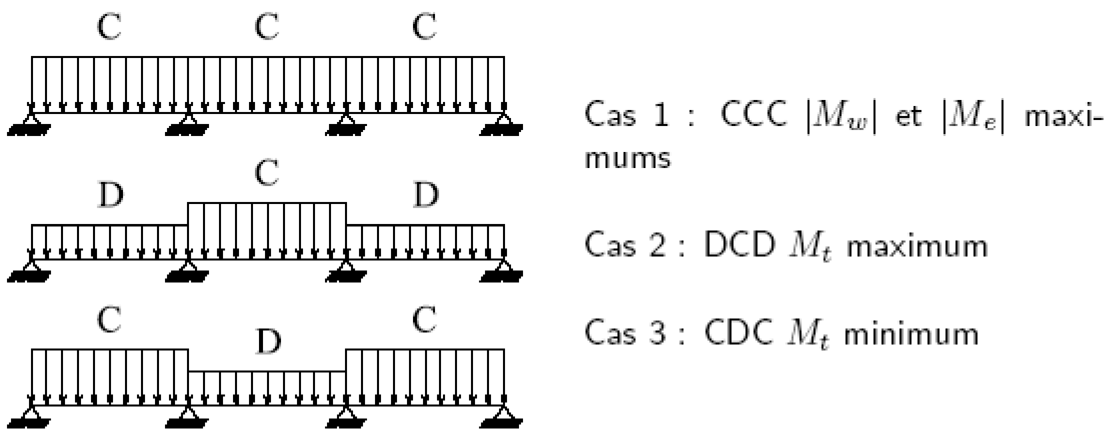


Figure 15 : Différents cas de charges d'une poutre

Chacun de ces trois cas de charge correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3.

A l'ELU : *C = 1,35g + 1,5q* et *D = 1,35g*

A l'ELS : *C = g + q* et *D = g*.

On ne considère que les deux travées adjacentes à l'appui étudié, les cas de charge à envisager pour l'E.L.U sont les suivants :

$$M(x) = \mu(x) + M_w\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Où,

μ(x) est le moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié. La position du moment maximum en travée est obtenue en recherchant l'abscisse où la dérivée de *M(x)* s'annule, soit dans le cas d'un chargement symétrique sur la travée :

$$x_{Mt\max} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

Dans la pratique, pour le calcul de x_{Mtmax} on ne s'intéressera qu'au cas de charge qui conduit à la plus grande valeur du moment en travée. Pour les travées paires c'est le cas de charge 2, tandis que pour les travées impaires, c'est le cas de charge 3 qui conduit à la valeur maximale du moment en travée.

(iii) <u>Efforts tranchants</u>

L'effort tranchant, pour un cas de charge donné, est calculé classiquement comme l'opposée de la dérivée du moment fléchissant, soit :

$$V(x) = -\frac{\mathrm{d}\mu(\mathrm{x})}{\mathrm{dx}} + \frac{\mathrm{M_w} + \mathrm{M_e}}{\mathrm{dx}}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui (*i)* se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées :

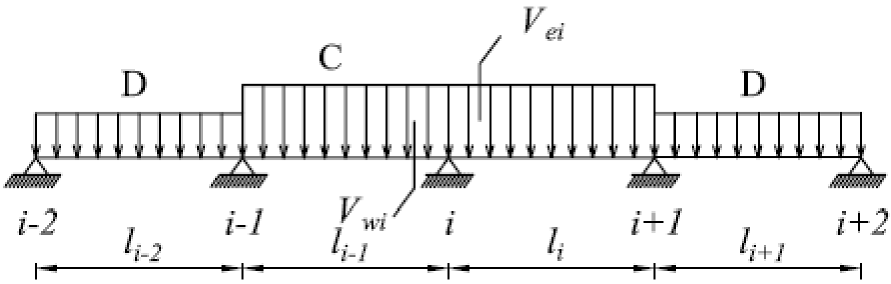


Figure 16 : Effort tranchant dans une poutre (méthode de Caquot)

Sur l'appui (i), les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont donc :

$$V_{wi} = V_{0w} + \frac{M_i + M_{i-1}}{l_{wi}} \qquad ; \qquad V_{ei} = V_{0e} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_{ei}}$$

Où,

V_{ow} et V_{0e} = efforts tranchants sur appui *i* des travées de référence ;

M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} = moments sur appuis avec leurs signes.

(iv) <u>Cas d'une travée de rives avec console</u>

Dans le cas où la travée de gauche (l_{w1}) adjacente au premier appui est une console :

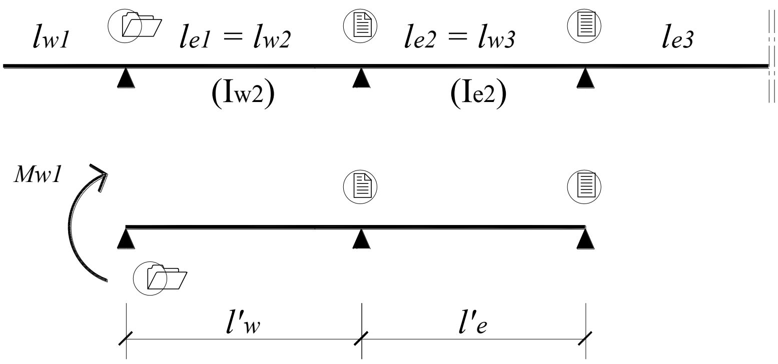


Figure 17 : Poutre avec console

$$M_{w2} = -\frac{1}{2{,}125}\frac{K_{e2}}{K_{we} + K_{e2}} M_{w1}$$

ce qui s'écrit lorsque $I_w = I_e = I$:

$$M_{w2} = -\frac{1}{2{,}125}\frac{l'_{w2}}{l'_{w2} + l'_{e2}} M_{w1}$$

Méthode de calcul

** Cas où l'appui 3 est continu :*

Le moment sur l'appui 2 est donné par la formule :

$$M_2 = M_{2c} - \frac{1}{2{,}125} \cdot \frac{K_{e2}}{K_{w2} + K_{e2}} \cdot M_{w1}$$

Où ,

$l'_{w2} = l_{w2}$; $l'_{e2} = 0{,}8.l_{e2}$.

M_{2c} *= moment dû aux charges agissant sur les travées encadrant l'appui 2,*

M_{w1}*= moment apporté par la console (avec son signe) sur l'appui 1*

**Cas où l'appui 3 est un appui de rive :*

C'est la même formule élaborée précédemment avec : $l'_{w2} = l_{w2}$ *et* $l'_{e2} = l_{e2}$.

**Cas où l'appui 3 est un appui de rive avec console :*

*o*n obtient une symétrie des formules : $M_{w2} = M_{e2}$

C. La méthode de Caquot minorée

Lorsque la condition **C1** de la méthode forfaitaire est vérifiée, mais l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on peut minorer la valeur du moment sur appui dû aux charges permanentes par un coefficient entre 1 et 2/3 et reprendre la méthode Caquot.

Cette méthode est la méthode Caquot minorée.

8. DOSSIER A PREPARER

L 'étudiant est demandé d'établir le dossier suivant :

- Un rapport détaillant les données disponibles pour l'étude du projet, les caractéristiques des matériaux utilisés, les règles et les hypothèses de calcul, les logiciels utilisés… ;
- Les plans de coffrage de différents niveaux (fondation et étages) aux échelles 1/50 ou 1/100 ;
- Le cahier de ferraillage d'au moins un niveau ;
- Une note de calcul d'un élément caractéristique (exp voile, portique…) avec une comparaison entre le calcul manuel et celui par logiciel.

9. LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Conception et calcul des structures de bâtiment : formulaire **/** Henry Thonier **–** Paris **:** éditions Presses Ponts et Chaussées**,** 1999**. –** 295 pages **;** 17cm x 24cm

[2] Pratique du BAEL91 **/** Jean Perchat et Jean Roux **–** Paris **:** éditions Eyrolles**,** 2002**. –** 488 pages **;** 17cm x 24cm

[3] Maitrise du BAEL91 **/** Jean Perchat **–** Paris **:** éditions Eyrolles**,** 2000**. –** 416 pages **;** 17cm x 24cm

[4] Guide de calcul : Béton armé BAEL et DTU associés **/** Jean Pierre Mougin **–** Paris **:** éditions Eyrolles et Delta**,** 1998**. –** 283 pages **;** 17cm x 24cm

[5] Cours du Béton Armé 1 & 2 **/** Najari.S **–**l'Ecole Nationale des Ingénieurs de Gabes ; AU : 1997-2000.